

2000年有珠山噴火による地盤内せん断ひずみ分析の推定

その他（別言語等） のタイトル	Estimation of Shear Strain in the Ground Induced by Mt. Usu Volcanic Eruption in 2000
著者	木幡 行宏, 三浦 清一, 川村 志麻, 堀田 大介
雑誌名	室蘭工業大学紀要
巻	51
ページ	9-18
発行年	2001-11-30
URL	http://hdl.handle.net/10258/109

2000年有珠山噴火による地盤内せん断ひずみ分析の 推定

その他（別言語等） のタイトル	Estimation of Shear Strain in the Ground Induced by Mt. Usu Volcanic Eruption in 2000
著者	木幡 行宏, 三浦 清一, 川村 志麻, 堀田 大介
雑誌名	室蘭工業大学紀要
巻	51
ページ	9-18
発行年	2001-11-30
URL	http://hdl.handle.net/10258/109

2000年有珠山噴火による地盤内せん断ひずみ分析の推定

木幡 行宏*¹, 三浦 清一*², 川村 志麻*¹, 堀田 大介*³

Estimation of Shear Strain in the Ground Induced by Mt. Usu Volcanic Eruption in 2000

Yukihiro KOHATA, Seiichi MIURA, Shima KAWAMURA and Daisuke HOTTA

(論文受理日 平成13年 8 月31日)

Abstract

Estimation of shear strain in the ground induced by Mt. USU volcanic eruption in 2000 and the physical and shear strength characteristics of volcanic ashes are discussed. The disturbed samples of volcanic ashes were taken from the different six places near the volcanic crater. A series of test for physical properties and the direct shear test were performed. From the test results, it was shown that the properties of the almost all volcanic ashes by eruption in this time were similar to clayey properties. It was shown that the distribution of shear strain in the ground can be estimated easily based on the information of the crack width of foundation piles, N value by SPT, and so on.

Keywords : Shear strain in the ground, Crack width, Foundation pile, Volcanic ash

1 はじめに

有珠山(図-1⁽¹⁾)は、2000年3月31日、西山山麓からマグマ水蒸気爆発を起こし、その後の火山活動によって周辺地域に甚大な被害をもたらした。1977年8月以来、今回の噴火はおよそ23年ぶりであった。今回の火山活動では、噴石や噴火口からの泥流流下などの直接的被害のほか、噴火口周辺のドーム隆起とそれに伴う山麓部の圧縮・横ずれなどの地殻変動による間接的な被害が多数報告さ

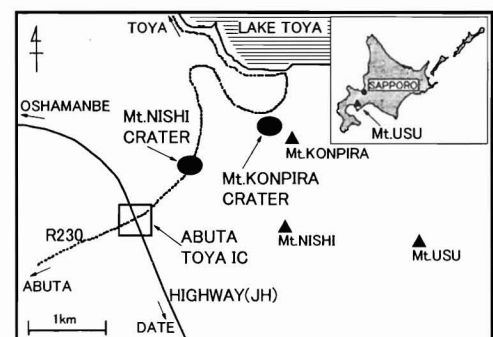


図-1 有珠山周辺図

*1 建設システム工学科

*2 北海道大学大学院工学研究科

*3 北海道大学大学院工学研究科大学院生

れている。噴火口が地域住民の生活圏や主要交通路(道央自動車道、国道37号、国道230号、JR室蘭本線)に近接していることから、重要土木構造物

に与えた影響は極めて大きい。特に、道央自動車道が受けた被害は甚大であった。

有珠山は1663年以降、60～30年周期で噴火を繰返し、いずれの噴火においてもドームが形成されている⁽²⁾。このうち、溶岩自体が姿を見せずに地形を盛り上げるものを潜在ドーム（例：四十三山）といい、溶岩が現れる場合を溶岩ドーム（例：昭和新山）という。近年、地震動については研究が進んでいるが、ドーム形成に伴う地殻変動が構造物支持地盤の破壊にどのような影響を及ぼしたかについて明確にした研究例は少ない。有珠山周辺は、道央自動車道、国道37号、国道230号、JR室蘭本線などが密集する交通の要所である。有珠山はこのような重要土木構造物が至近距離に位置する特殊条件下にあるが、60～30年という噴火周期を考えるとこの地殻変動の問題を無視することは出来ない。マグマ活動による準静的荷重（速度・加速度の影響を考慮する「動的」という用語と速度・加速度の影響を考慮しない「静的」という用語に対して、ここでは単に繰返し荷重を受けることを「準静的」と呼ぶ）が支持地盤に及ぼす変位を明らかにすることは、地盤工学が担う重要課題のひとつである。

以上のような背景から本論文では、2000年噴火による火山灰の物理・力学特性の把握と西山山麓火口のマグマ水蒸気爆発に伴う地殻変動が、構造物基礎として利用されている支持地盤にもたらした地盤内水平変位量の大きさとその分布性状を明らかにする。

2 2000年有珠山噴火の概要^{(3)～(7)}

有珠山周辺では、3月27日8時以降火山性地震が急速に増加し、28日には有感地震、低周波地震が観測され始めた。しかし、3月30日からは、地震の回数は次第に減少傾向を示す一方、地殻変動が観測された。3月30日には、壮瞥温泉、洞爺湖温泉などで断層が形成され、3月31日には、有珠山西山山麓の国道230号線付近で顕著な地割れ、断層群が確認されるようになった。

同日13時08分、この地割れ、断層群からマグマ水蒸気爆発、噴火が始まった。噴煙は黒灰色のカリフラワー状で、噴煙高度は火口上空3500mに達した。降下火砕物は北東から東北東方向に流され、洞爺湖温泉街では降下火山灰が5cm降り積もった。なお、その後の最終的な降灰厚は最大40cm

にも達した。4月1日11時40分には、有珠山金比羅山山麓からも新たな噴火が始まった。4月5日には、金比羅山山麓火口から熱泥流が発生し、熱泥流は噴火口周辺の火山灰を巻き込み、流路工を通過して洞爺湖に流下した。しかし、その一部は洞爺湖温泉街に溢れ出し、洞爺湖温泉街を覆った。両噴火口とも4月7日以降は水蒸気を主体とする白い噴煙を放出するようになった。4月中旬からは、多数出現した噴火口も限定され、水蒸気の量が減少していった。一方、地殻変動は気象庁、有珠火山総合観測班の設置したGPS観測網により、山体が山麓方向にせり出すように変動していることがわかっている。北西麓では30～31日にかけて最大1m/日の水平変位量が生じ、西山山麓火口周辺では、顕著な隆起が目立っている。通産省工業技術院地質調査所（現：経済産業省産業技術総合研究所地質調査所）による空中写真解析⁽²⁾では、4月26日までに36mという隆起量が報告されている。また建設省国土地理院（現：国土交通省国土地理院）の空中写真測量⁽⁷⁾によると、4月26日までに39.4m隆起したと報告されている。

3 2000年有珠山噴火による火山灰の物理・力学特性

3.1 火山灰の採取地点と試料の特徴

今回の噴火によって噴出された火山灰を現地から採取し、その物理・力学特性を検討した。各種試験に用いた試料の採取地点を図-2に示す。図中のアルファベットはそれぞれY：有珠山四十三山山麓北海道大学有珠火山観測所付近（Y₁：観測所から100m、Y₂：観測所から150m、Y₃：観測所から200m）、K：有珠山小有珠中腹、P：有珠山噴火記念公園駐車場、M：町道みずうみ通り、R：国道230号線、S：さくら橋直下流路工内を示す。これらの試料は、地表面に堆積したものをスコップで

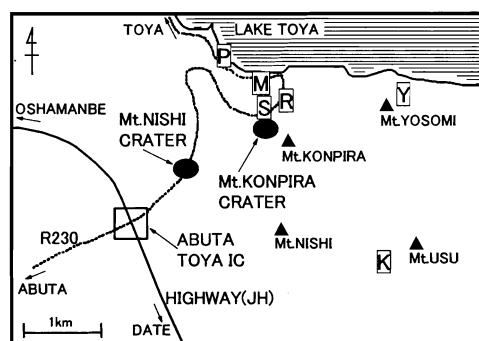


図-2 試料採取地点

表-1 試料の物理試験結果一覧表

	Y ₁	Y ₂	Y ₃	K ₁	K ₂	P	M ₁	M ₂	R	S
初期含水比 w (%)	38.27	39.02	33.56	1.14	8.37	33.56	26.65	12.38	31.07	36.29
密度 ρ_s (g/cm ³)	2.66	2.64	2.67	2.68	2.66	2.79	2.77	2.76	2.77	2.76
液性限界 LL (%)	34.7	30.2	31.7	—	—	50.1	44.0	44.3	51.0	52.3
塑性限界 PL (%)	27.2	NP	NP	—	—	19.0	21.7	23.0	25.6	26.9
塑性指数 IP (%)	7.5	NP	NP	—	—	31.1	22.3	21.4	25.3	25.4
平均粒径 D ₅₀ (mm)	0.038	0.12	0.13	2.1	6.4	—	—	—	—	—
均等係数 U _c	17.1	35.4	50	2.7	21.4	—	—	—	—	—
細粒分 F _c (%)	59.7	46.2	43.1	0.4	2.7	—	—	—	—	—
最小密度 ρ_d	0.979	0.983	0.988	—	—	—	—	—	—	—
最大密度 ρ_d	1.389	1.361	1.38	—	—	—	—	—	—	—
最大間隙比 e_{max}	1.673	1.683	1.705	—	—	—	—	—	—	—
最小間隙比 e_{min}	0.888	0.938	0.937	—	—	—	—	—	—	—

採取した。採取された各試料の特徴は以下の通りである。

(1) Y：有珠山四十三山麓北海道大学有珠火山観測所付近

3 地点、5 月 28 日採取。採取日は雨が降っており、試料は水分を多く含んだスラリー状であった。Y₁に比べると Y₂、Y₃は草、落ち葉などを多く含んでいるようであった。

(2) K：有珠山小有珠中腹

2 地点、5 月 29 日採取。この試料は他の試料と異なり、細礫であった。

(3) P：有珠山噴火記念公園駐車場

1 地点、5 月 29 日採取。この採取地点は泥流流下域である。

(4) M：町道みずうみ通り

2 地点、6 月 14、21 日採取。この採取地点は泥流流下域である。細礫、中礫が十数個混入していた。

(5) R：国道 230 号線

1 地点、7 月 2 日採取。この採取地点は泥流流下域である。細礫、中礫が十数個混入していた。

(6) S：さくら橋直下流路工内

1 地点、7 月 6 日採取。この採取地点は泥流流下域である。中礫、粗礫が十数個混入していた。

3.2 採取した火山灰の物理的特性

各種物理試験の結果の一覧を表-1 に、試料の塑性図を図-3 に、粒度試験による粒径加積曲線を図-4(a)(b)にそれぞれ示す。

含水比試験および土粒子の密度試験を、すべての試料について行った。初期含水比については、

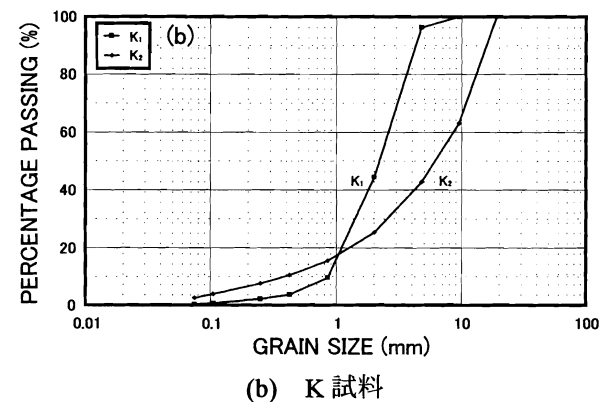
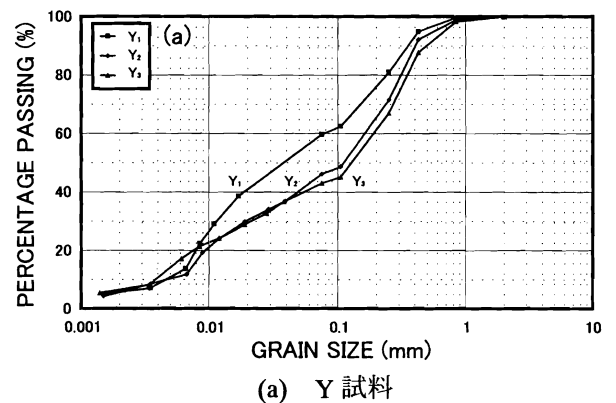
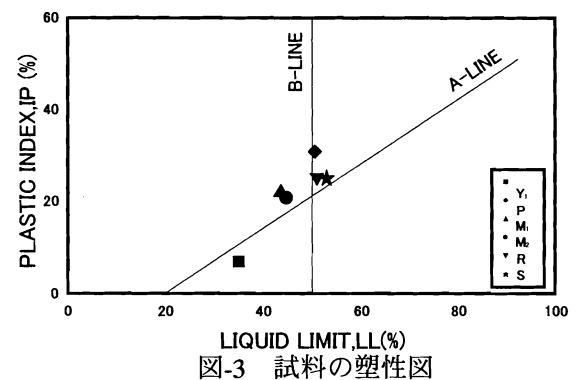


図-4 粒径加積曲線

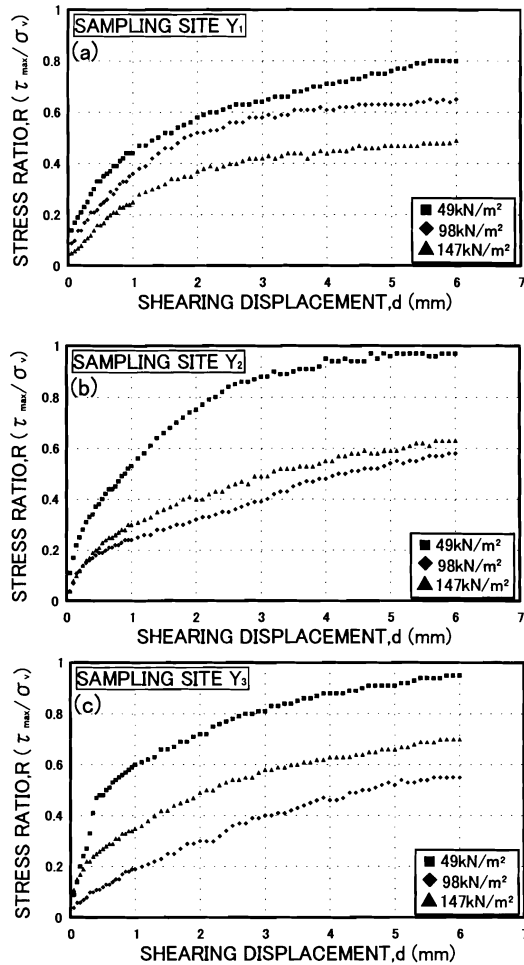


図-5 せん断応力～せん断変位関係

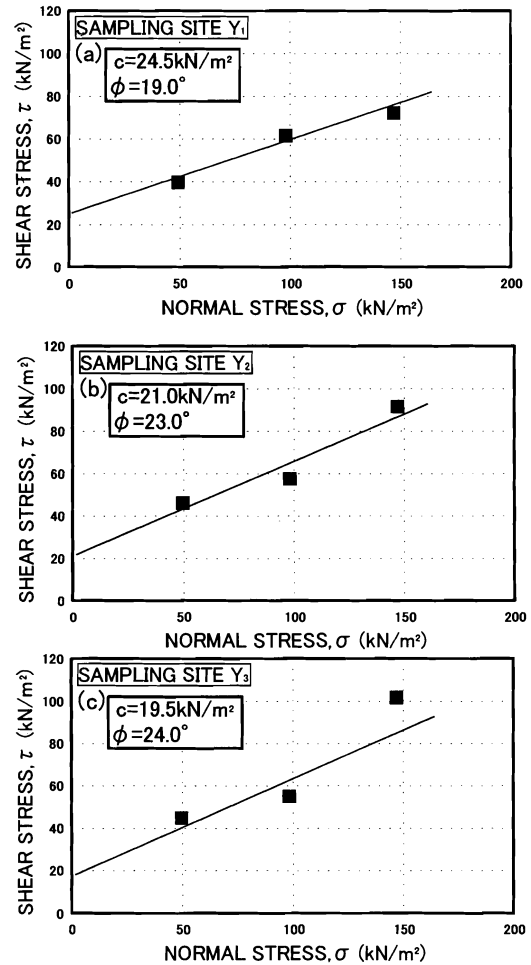


図-6 せん断応力～圧密応力関係

試料を地表面から採取しているので、採取日までの天候に影響するところが大きいようである。

土粒子の密度は、Y、K 試料と P、M、R、S 試料を比較すると、わずかな違いが認められるが、いずれも通常の砂質土、粘性土の土粒子密度に近いことが分かる。噴出源を同じとする各試料の土粒子の密度が、異なる試験結果を示すことは通常考えにくいことから、P、M、R、S 試料は泥流流下域で採取されたため、Y、K 試料との差異は、降下火山灰と流下火山灰の違いであると考えられる。

液性限界・塑性限界試験は、試料の粒径が試験基準に合わない K 試料を除くすべてについて行った。泥流流下域の P、M、R、S 試料はすべて通常の粘性土に近い値を示しているが、近接地点で採取された Y 試料については、Y₁ 試料と Y₂、Y₃ 試料とでは塑性限界において異なる結果を示している。これは、サンプリングを地表面からスコップによって行ったため、噴火以前からその場所に存在していた別の土粒子の混在が考えられる。塑性

限界が得られた Y₁ 試料については、その塑性指数が 7.5%であり、非常に低い値を示している。これは少量の水分でドロドロになり、乾くとガチガチになるこの試料の特性を良く表している。

粒度試験は、Y、K 試料について行った。ここで、Y 試料の粒径加積曲線に注目すると、塑性限界試験と同様に、Y₁ 試料と Y₂、Y₃ 試料で異なる結果が確認できる。この試験結果も別の土粒子が混在していた可能性を強く示唆している。また、最小密度・最大密度試験は、Y 試料について行ったが、各試料間で有意な差は確認されなかった。

以上より、各物理試験結果から今回の噴火によって噴出された火山灰のほとんどは、通常の粘性土の性質を有していることが明らかになった。

3.3 採取した試料の力学的特性

有珠山火山灰の力学的特性を把握するために、試料作製時の条件設定が比較的容易である砂質土系の Y 試料に対してのみ定圧一面せん断試験を実

施した。その結果を図-5(a)~(c)に示す。試験結果より、ばらつきはあるが、各圧密応力ともにせん断応力-せん断変位関係においてピークが現れていない。最大乾燥密度に調整した試料においてもこのような正規圧密的な力学挙動を示している。また、図-6(a)~(c)にはせん断応力~圧密応力関係を示した。図中に、各試料の見掛けの粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ を示す。

4 地盤内せん断ひずみ分布の推定の試み

4.1 対象地域

火山活動の進展に伴って、西山山麓火口周辺では、隆起運動やそれに伴う断層、地割れが形成された。このような地表面の変動については、通産省工業技術院地質調査所⁽²⁾、建設省国土地理院⁽⁷⁾、気象庁気象研究所⁽¹⁰⁾、日本道路公団⁽¹¹⁾、北海道大学大学院理学研究科附属地震火山研究観測センター⁽¹²⁾、北海道立地質研究所⁽¹³⁾などの各研究機関がGPS や空中写真解析、一部実測を交えて、鉛直、水平変位についての報告をしている。これらを基に西山山麓火口周辺地域の地表面変位を、国道 230 号線と道央自動車道の二軸について把握し、その後、日本道路公団の報告書⁽¹¹⁾『橋梁基礎杭のひびわれ状況と推定残留曲げモーメント』、『洞爺トンネル評価シート』、『橋梁設計図面』から基礎杭のひび割れ幅、 N 値、地盤内実測水平変位量を用いて、道央自動車道虻田・洞爺湖 IC 付近の地盤内水平変位の推定を試みた。

4.2 地表面変位

先述したように、各研究機関が地表面変位について報告しているが、それぞれ個別のデータでは全体の変位状況が把握しづらいため、これらのデータを再整理し、以下の考察に用いた。図-7 には、西山山麓火口周辺地域について4月26日時点での鉛直変位量及び水平変位量とその方向を併せてプロットしている。鉛直変位については、隆起域を5m 間隔の等隆起線で示している。水平変位については、矢印で方向を示し、変位量は矢印の長さで表した。なお、図中に示したアルファベットは、後述する基準断面の対象地点 (a~q) と水平変位の噴火前の基準点 (A~N) を示す。

本研究で対象とした地域は、道央自動車道虻田・洞爺湖 IC 板谷川橋と、国道 230 号線上の西山山麓火口を結ぶ直線 X_1X_2 、及び道央自動車道の洞

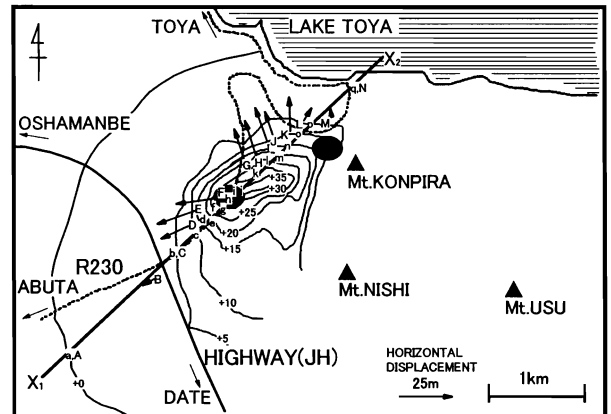


図-7 地表面変位図

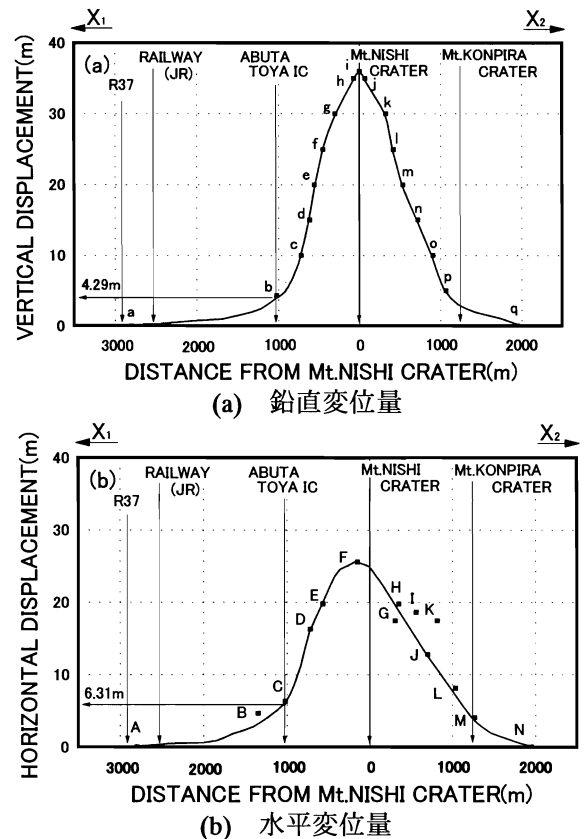


図-8 X_1X_2 断面における噴火後の変位量

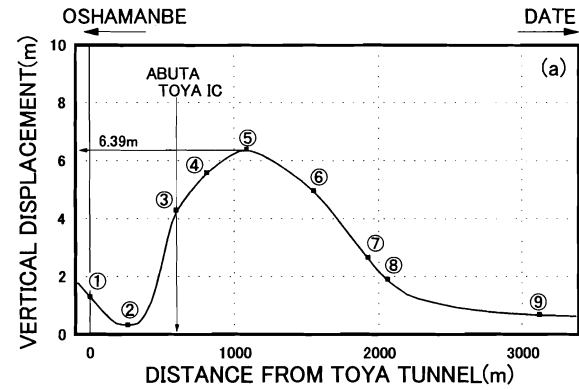
爺トンネル虻田側坑口~虻田・洞爺湖 IC より伊達方面におよそ 2500m に位置する「有珠川橋」までの区間である。 X_1X_2 断面に、図-7 に示した鉛直変位量、水平変位量を投影すると、図-8(a), (b) のようになる。図-8(a), (b) より、鉛直、水平変位ともに西山山麓火口付近 (0m 地点) で最大変位量 (鉛直変位 35m、水平変位 25.6m) を記録していることがわかる。一方、もう一つの火口である金比羅山山麓火口付近 (X_2 方向およそ 1250m 地点) では、この火口が主因とみられる地殻変動は確認できない。このことから今回の噴火における地殻変動の中心は、西山山麓火口であるといえる。また、

虻田・洞爺湖 IC 板谷川橋 (X₁ 方向およそ 1023m 地点) では、鉛直変位 4.29m、水平変位 6.13m の変位が観測され、噴火に伴う被害の大きさが伺える。

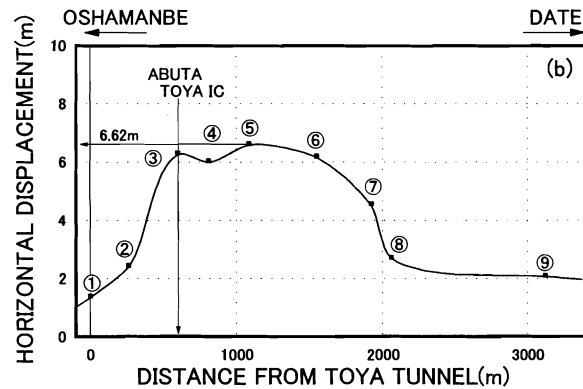
次に、対象区間における道央自動車道の噴火後の鉛直変位量、水平変位量を図-9(a)、(b)に示す。図中の数字は①～⑨の順に、「洞爺トンネル虻田側坑口」、「板谷沢橋」、「板谷川橋」、「虻田・洞爺湖 IC 橋」、「トコタン川橋」、「泉の沢橋 A1 橋台」、「泉の沢橋 A2 橋台」、「泉一の沢橋」、「有珠川橋」の各計測地点を示している。この区間では、⑤地点の「トコタン川橋」で、鉛直、水平共に最大変位量（鉛直変位 6.39m、水平変位 6.62m）を記録している。

4.3 地盤内変位

本研究では、地盤内変位量およびせん断ひずみ分布を簡易的に推定するために、日本道路公団が報告⁽¹¹⁾している『橋梁基礎杭のひびわれ状況と推定残留曲げモーメント』、『洞爺トンネル評価シート』を参考に水平変位量の算出を試みた。『橋梁基礎杭のひびわれ状況と推定残留曲げモーメント』で報告されている杭のひび割れ幅から鉄筋にかかる応力度を計算することにより、地盤内の水平変



(a) 鉛直変位量



(b) 水平変位量

図-9 対象区間の噴火後の変位量

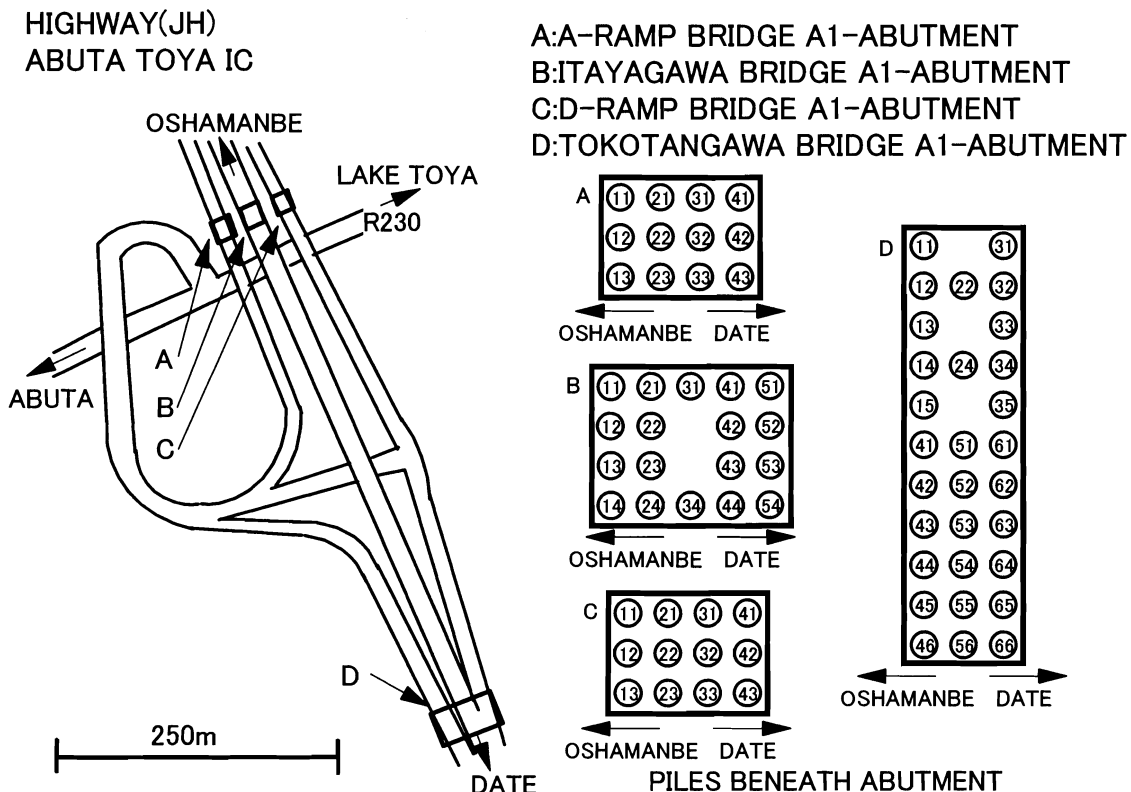


図-10 対象区間の橋台基礎杭位置関係図

位置の推定を試みている。また、鉛直変位量については、地表面と洞爺トンネル坑内の変位挙動に整合性がとれなかったことから、本研究の対象とはしなかった。これは、地殻変動の複雑さを示すものであろう。いずれにしても杭基礎情報からある程度の地盤内変位が推定できれば、工学的に極めて有用となる。

図-10 には、先に示した虻田・洞爺湖 IC の 2 ランプ橋と板谷川橋及びトコタン川橋計 4 橋梁橋台位置を示す平面図と、橋台を支持する杭の位置関係を示した。なお、橋梁のアルファベットと杭の番号は、橋梁名と杭の位置を定義するために便宜的に付けたものである。以下では、“アルファベット-番号”を用いて検討する。

4.3.1 変位の定義

変位の定義を以下のように仮定した。すなわち、図-11 に示すように、一本の健全な橋梁基礎杭を想定した時、図の左で噴火が起こり準静的な荷重が発生したとすると、これが地盤を介して基礎杭に作用し、地盤内変位が生じる。ここで、地殻変動によってもたらされた変位のうち、地表面で観測される変位を相対変位と定義する。相対変位は、地表面水平変位に等しく、深さに依らず一定の大きさを保つものとし、構造物の破壊に直接的な影響を与えないものとする。一方、橋梁基礎杭にひび割れを生じさせるような局所的な変位をせん断変位と定義する。せん断変位量は地表面でゼロとする。以下、このせん断変位について議論を進めていく。せん断変位量 δ_h は次式により算定される。

$$\delta_h = \varepsilon_G \times d \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 δ_h :せん断変位量[mm]、 ε_G :地盤内ひずみ、 d :基準長[mm]である。

4.3.2 地盤内応力の算定

はじめに基礎杭のひび割れ幅 w から鉄筋応力度 σ_s を算定する。ひび割れ幅と発生位置の確認には、杭体に対するコアボーリングサンプリング調査、コアボーリング孔内へのボアホールカメラ間接目視調査を行った。ボアホールカメラによる調査は、ひび割れ幅と発生位置を、コアボーリングした孔壁の 360 度展開映像からの確に確認できるが、コアボーリングの際、孔曲がり等により鉄筋を切断する恐れがあるので、杭先端付近の深部まで削孔することは困難な場合もある⁽¹⁴⁾。鉄筋応力度 σ_s の

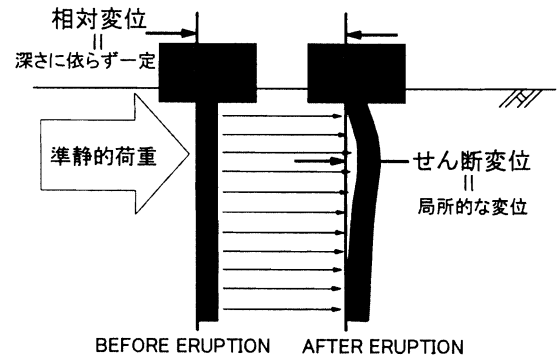


図-11 地盤内変位の定義

算定には、ひび割れ幅と鉄筋応力度の算定式⁽¹⁵⁾を用いた。すなわち、

$$\sigma_s = \{w / (4c + 0.7(c_s - \phi)) - 150 \times 10^{-6}\} \times 2.0 \times 10^5 \quad \dots\dots\dots (2)$$

である。ここで σ_s :鉄筋応力度[N/mm²]、 w :ひび割れ幅[mm]、 c :被り[mm]、 c_s :鉄筋間隔[mm]、 ϕ :鉄筋径[mm]である。式(2)は、通常のコンクリート構造物に対して用いられているものであることから、基礎杭のように全周にわたって土で拘束されているような場合に比べて、式(2)で得られる鉄筋応力度 σ_s は過大評価となるため、地盤内応力 σ_G [MN/m²]は、鉄筋応力度 σ_s から受働土圧成分 σ_p を差し引いて次式のように算定した。

$$\sigma_G = \sigma_s - \sigma_p \quad \dots\dots\dots (3)$$

なお、受働土圧成分 σ_p の算定式は、Rankine の全土圧式を単位奥行き長さで積分することから求めている。すなわち、

$$\sigma_p = \gamma_t \times z^2 \times K_p / (2.0 \times 10^3) \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 σ_p :受働土圧成分[MN/m²]、 γ_t :湿潤単位体積重量(15.7kN/m³(1.6tf/m³))、 z :杭長[m]、 K_p :ランキンの受働土圧係数である。ランキンの受働土圧係数は次式を用いた。

$$K_p = \tan^2 \{(\pi/4) + (\phi/2)\} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 K_p :ランキンの受働土圧係数(=4.6)、 ϕ :せん断抵抗角(=40°)である。

なお、当該箇所の基礎杭に使用されている鉄筋は、鋼材 SD345 であることから、引張降伏応力度 σ_{yk} は 345~440 N/mm²(MN/m²)となる。それゆえ、 $\sigma_{yk}=440$ MN/m²に相当するひび割れ幅 $w=1.5$ mm 以上の値を今回のひび割れの対象とした。

図-12 には、受働土圧成分が最も大きく算出された D-24 杭に対して、式(2)に基づいて、ひび割れ幅、被り、鉄筋間隔および鉄筋径から算出された鉄筋応力度(破線)と、式(2)~式(5)より算出された地盤内応力度(実線)の関係の比較を示してい

る。図より、受働土圧が受け持つ応力（破線と実線の間隔）は鉄筋が受け持つ応力度に比べてわずかなであるが、本研究では、拘束圧の影響を補正する1つの方法として、上記の方法を採用した。表-2には一例として、D-24 杭のひび割れ幅から算定した鉄筋応力度と地盤内応力を示す。鉄筋に生じる応力度は、鉄筋の引張り応力度に比べて極めて大きいことから、地殻変動が支持地盤に与える影響は大きいことが分かる。

4.3.3 地盤の弾性係数の算定

本研究では、地盤の弾性係数 E_G を、標準貫入試験の N 値に基づく推定式⁽¹⁶⁾から算出した。ここで、本式は砂質土地盤に限られるが、『橋梁設計図面』⁽¹¹⁾の柱状図から砂質土の占める割合が高いことより、この推定式を適用した。すなわち、

$$E_G = 2.74N \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad \dots\dots\dots (6)$$

となる。ここで、 E_G :地盤の弾性係数[MN/m²]、 N :標準貫入試験の N 値である。また、本研究では計算の簡素化のため、この N 値分布を深さの関数として仮定した。すなわち、

$$N = aH + b \quad \dots\dots\dots (7)$$

として表現した。ここで、 N :標準貫入試験の N 値、 a 、 b :定数、 H :深さ[m]である。式(7)を求める際には杭の先端が $N \geq 50 \sim 60$ となるように注意した。これは、工学的に杭端の支持層を $N \geq 50 \sim 60$ としていることを考慮したためである。

4.3.4 地盤内ひずみの算定

本研究では、対象とした地盤を弾性体と仮定し、地盤内ひずみ ε_G を算定した。算定式は以下のように表される。

$$\varepsilon_G = \sigma_G / E_G \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 ε_G :地盤内ひずみ、 σ_G :地盤内応力[MN/m²]、 E_G :地盤の弾性係数[MN/m²]である。

4.3.5 基準長の算定

式(1)に示したように、せん断変位量は、地盤内ひずみ ε_G と基準長 d の積で表される。ここでは、基準長 d の算定法について以下に述べる。

基準長は式(1)を変形することにより求められるが ($d = \delta_h / \varepsilon_G$)、そのためにはせん断変位量が実測されている必要がある。さらに、そのせん断変位量が実測されたのと同じ深さにおける地盤内ひずみも既知でなければならない。本研究では『洞爺トンネル評価シート』⁽¹¹⁾より実測せん断変位量(土

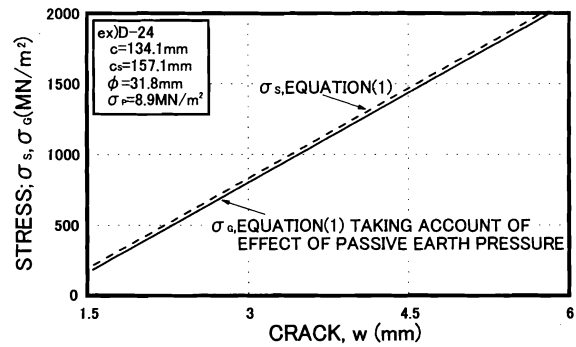


図-12 D-24 地点の応力～ひび割れ関係

表-2 D-24 地点の応力、変位、ひずみ

Depth (m)	Reinforcing Bar Stress (MN/m ²)	Ground Stress (MN/m ²)	Shear Displacement (mm)	Shear Strain (%)
0.00			0	0.0
2.85	1092	1083	159	1.1
3.20	931	922	133	0.9
3.55	1252	1243	176	1.2
3.85	835	826	115	0.8
4.15	1060	1051	145	1.0
5.80	1925	1916	245	1.6
7.15	1060	1051	127	0.8
8.30	1636	1627	187	1.2
9.85	643	634	69	0.5

やり 3m 地点、水平変位量 $\delta_h = 415.2\text{mm}$) を、『橋梁基礎杭のひびわれ状況と推定残留曲げモーメント』⁽¹¹⁾より地盤内ひずみ (B-44 杭のひび割れ深さ $H = 3.05\text{m}$ 、地盤内ひずみ $\varepsilon_G = 28.6$) を算出し基準長 $d = 15\text{mm}$ を決定した。

4.3.6 せん断変位量およびせん断ひずみの算定

せん断変位量 δ_h は先述した式(1)より算定する。地盤内ひずみ、基準長はここまでの計算で算出されているので、これらを用いることとする。また、せん断ひずみ γ は、算出された各せん断変位量を平均的な杭長 15m で除すことにより求めた。すなわち、

$$\gamma = (\delta_h / 15000) \times 100 \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 γ :せん断ひずみ[%]、 δ_h :せん断変位量[mm]である。

このような手順により推定された深さ方向に対する δ_h および γ の一例として、図-13 に D-24 地点の深度と δ_h および γ 関係を示す。各地点の δ_h は最大で 100～450mm の範囲にあった。先述したように、本研究では受働土圧を考慮して応力を算出しているが、結果的にこのような比較的大きなせん断変位が得られた。また、せん断ひずみに換算すると、

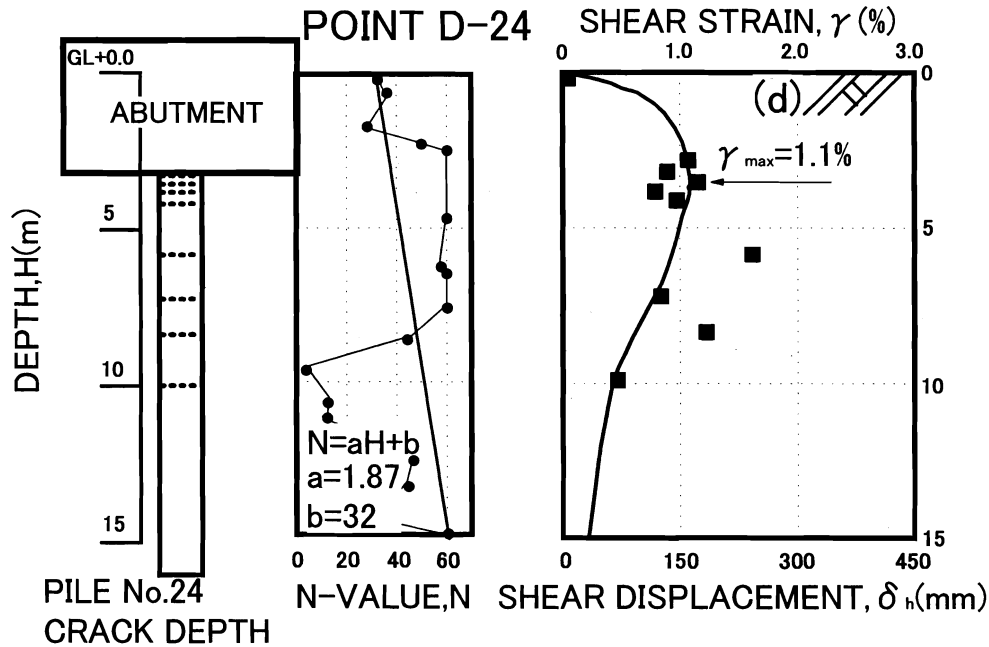


図-13 D-24 地点の N 値，せん断変位量，せん断ひずみ分布の推定値

その値は最大で $\gamma_{\max}=0.7\sim3\%$ となった。せん断ひずみの大きさから判断すれば、構造物に被害をもたらしたせん断変位量は妥当のようである。いずれにしても、今回の結果から、噴火による地殻変動が極めて大きいことが示唆される。

4.3.7 せん断ひずみ分布の算定

地盤内のせん断ひずみ分布が推定されると、地中変位の発生状況の推定が可能となる。本研究では先述した定義より、せん断変位量、せん断ひずみは地表面でゼロとしている。この点と各プロット点を曲線で結ぶことにより、これをせん断ひずみ分布とした（図-13 右図）。これによると、せん断ひずみ分布はある地点で最大値を示し、深くなるにつれて収束する傾向にあり、この傾向は各地点ともに同様であった。

以上より、基礎杭のひび割れ幅などの情報によって、せん断ひずみ分布を簡易的に推定し得ることが示された。仮に、本推定法のように比較的簡便に得られる情報から地盤内変位量が推定できれば、工学的に極めて有用であると思われるが、本研究による推定法は、大胆な仮定を用いた手法であることから、今後、有限要素法のような数値解析手法を駆使した逆解析により、本研究によって得られた結果の妥当性を検証する必要があると考えている。

5 まとめ

本研究では、2000 年噴火による火山灰の物理・力学特性の把握と西山山麓火口のマグマ水蒸気爆発に伴う地殻変動が、構造物基礎として利用されている支持地盤にもたらした地盤内水平変位量の大きさとその分布性状を明らかにするために地盤内のせん断ひずみ分布推定法について検討を行った。本研究から以下の知見が得られた。

- (1) 今回の噴火は、マグマ水蒸気爆発に始まり、潜在ドームの形成という形で終息を迎えた。過去の噴火に比べると噴火周期が短く、噴火活動も比較的小さなものであった。
- (2) 噴火の被害は、降灰や泥流流下などの直接的被害と、潜在ドーム隆起に伴う地殻変動による構造物支持地盤の破壊という間接的被害に分けられる。噴火規模に比べてこの間接的被害が大きな影響を及ぼした。
- (3) 降灰について行った各種物理試験の結果から、今回噴出された火山灰のほとんどは、粘性土的な性質を有していることが判明した。また、噴出した火山灰のうち、砂質土系の火山灰に対して実施した定圧一面せん断試験結果から、砂質土系の火山灰は正規圧密的な力学挙動を示すことが明らかになった。
- (4) 基礎杭のひび割れ幅、N 値、地盤内水平変位量

から算定されたせん断変位量は最大で 450mm、また、せん断ひずみは最大で 3%であった。

(5)算定されたせん断ひずみから推定したせん断ひずみ分布は、深さ方向にある地点で最大値を示し、その後収束傾向にあることが明らかになった。

謝辞

本研究の遂行にあたっては、日本道路公団北海道支社保全部・建設部および室蘭管理事務所に多大な協力を得た。ここに記して深甚なる謝意を表します。

文献

- (1) 建設省国土地理院, 有珠山とその周辺(1:25,000), (2000).
- (2) 通産省工業技術院地質調査所 HP . <http://www.gsj.go.jp/>
- (3) 地盤工学会有珠山噴火緊急調査団, 有珠山噴火緊急調査報告-第1報-, 土と基礎, 地盤工学会, 48 巻 6 号 (2000), pp.35-37.
- (4) 廣瀬亘, 田近淳, 2000 年有珠火山の噴火とその被害, 応用地質, 41 巻 3 号 (2000), pp.150-154.
- (5) 北海道立地質研究所, 2000 年有珠山火山噴火観測速報 (2000).
- (6) 北海道新聞社編, 有珠山噴火 (2000).
- (7) 建設省国土地理院 HP . (<http://www.gsi.go.jp/>)
- (8) 地盤工学会編, 土の試験実習書(第二回改訂版)第 8 刷 (1997).
- (9) 地盤工学会編, 土質試験の方法と解説(第一回改訂版) (2000), pp.136-145.
- (10) 気象庁気象研究所 HP . (<http://www.mri-jma.go.jp/>)
- (11) 日本道路公団室蘭管理事務所, 有珠山火山噴火関係説明資料 (2000).
- (12) 北海道大学大学院理学研究科付属地震火山研究観測センター HP . (<http://www.sci.hokudai.ac.jp/huzoku/hu5.htm>)
- (13) 北海道立地質研究所 HP . (<http://www.gsh.pref.hokkaido.jp/>)
- (14) 松井保, 南莊淳, 安田扶律, 中平明憲, 黒田兆次, 臨海埋立地盤における道路橋基礎杭の地震時損傷要因に関する考察, 土木学会論文集, 第 638 号/III -49 (1999), pp.259-271, .
- (15) 土木学会編, コンクリート標準示方書 設計編(平成 8 年版), pp.90-92.
- (16) 土質工学会, 土質工学ハンドブック第 3 刷(1985), pp.794-796.

Estimation of shear strain in the ground induced by Mt. Usu volcanic eruption in 2000

Yukihiro KOHATA*, Seiichi MIURA**, Shima KAWAMURA* and Daisuke HOTTA***

Estimation of shear strain in the ground induced by Mt. USU volcanic eruption in 2000 and the physical and shear strength characteristics of volcanic ashes are discussed. The disturbed samples of volcanic ashes were taken from the different six places near the volcanic crater. A series of test for physical properties and the direct shear test were performed. From the test results, it was shown that the properties of the almost all volcanic ashes by eruption in this time were similar to clayey properties. It was shown that the distribution of shear strain in the ground can be estimated easily based on the information of the crack width of foundation piles, N value by SPT, and so on.

Keywords : Shear strain in the ground, Crack width, Foundation pile, Volcanic ash

* Department of Civil Engineering and Architecture

** Departments in the Faculty and Graduate school of Engineering, Hokkaido University

*** Graduate student, Faculty and Graduate school of Engineering, Hokkaido University
